

Evaluación de estructura metálica proyectada conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción mediante análisis no lineal

Juan Carlos Vielma⁽¹⁾, Manuel Cando⁽¹⁾

⁽¹⁾Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción.
Av. General Rumiñahui. Sangolquí. Ecuador. jcvielma@espe.edu.ec

RESUMEN

En este artículo se presenta el estudio de la respuesta sísmica de una edificación constituida por estructura metálica, diseñada conforme a los dos métodos prescritos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción: el método con base en fuerzas y el método de diseño con base en desplazamientos; además se ha aplicado un método alternativo con base en desplazamientos inelásticos obtenidos al aplicar factores de amplificación con base en energía y un método consistente en rotar las columnas para igualar las rigideces en los pórticos en ambas direcciones. El estudio ha contemplado la aplicación de análisis no lineal de las estructuras diseñadas conforme a los cuatro métodos señalados. Los resultados muestran un desempeño inadecuado para el edificio diseñado conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción por el método basado en fuerzas, debido a que el comportamiento es frágil en la dirección de menor inercia y no posee un factor de reducción de respuesta inherente que satisfaga al factor de reducción de respuesta aplicado en el diseño, todo lo cual redundo en un comportamiento global que no cumple con los requerimientos básicos del diseño sismo-resistente de estructuras.

ABSTRACT

In this paper the study of the seismic response of a framed steel structure is presented. The structure was designed according to two methods in the Ecuadorian Construction Code: the force-based and the displacement-based design. Also there have been applied two additional design methods: an alternative method based on inelastic displacements obtained by using amplification factors obtained from energy procedure and another method consistent to rotate the columns to equal the frames' stiffness in both directions. The results show a poor performance for the building designed according to the force-based code method, because its brittle behavior and also the structure does not have an inherent reduction factor that satisfies the response reduction factor applied to the design, both characteristics reflects an overall behavior that does not satisfy the basics goals of the seismic design of structures.

1. Introducción

El diseño sismorresistente actual tiene como principal objetivo garantizar que la estructura no ha de colapsar bajo la ocurrencia de un determinado terremoto de diseño, generalmente correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, equivalente a un terremoto con un período de recurrencia de 475 años. Conforme a este objetivo, las normas proporcionan una serie de recomendaciones para las etapas de análisis y diseño.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción [1], desde ahora en adelante se denominará según sus siglas NEC, dispone al igual que las normas internacionales de diseño sismo-resistente de tales recomendaciones. Dentro de estas se encuentran los métodos de análisis sísmico. Como es habitual, en la NEC se encuentra el procedimiento de diseño con base en fuerzas, para el que se utiliza el espectro elástico de diseño prescrito para el sitio de emplazamiento de la estructura que se diseña.

Pero también tiene un procedimiento alternativo, basado en el diseño por desplazamientos propuesto por Priestley *et al.* [1] y que requiere para su aplicación de un espectro elástico de diseño, pero esta vez expresado en aceleraciones.

Con la finalidad de evaluar algunos aspectos relevantes dentro del procedimiento de diseño planteado en la NEC, se ha realizado el diseño de un edificio constituido por estructura metálica de baja altura, similar a las edificaciones residenciales de este tipo existentes en Ecuador.

Para proceder a su evaluación se ha aplicado el análisis con empuje incremental, aplicando no linealidad constitutiva y geométrica mediante el programa Seismo-Struct [3]. Los parámetros calculados dentro del análisis son la ductilidad, la reserva de resistencia y el factor de reducción inherente. La ductilidad μ se define como[4]

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

Donde Δ_u es el desplazamiento último y Δ_y es el desplazamiento de plastificación global. La reserva de resistencia se calcula a partir de, [5]:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_e} \quad (2)$$

Siendo V_u el cortante último que alcanza la estructura y V_e el cortante elástico de diseño. Finalmente, el factor de reducción inherente R_{inh} es el siguiente producto, [6]:

$$R_{inh} = \mu\Omega \quad (3)$$

Este último factor se puede comparar con el factor de reducción de respuesta aplicado en el diseño de la estructura, que para el caso de la NEC establece un valor de 6 estructuras metálicas constituidas por pórticos resistentes a momentos.

Seguidamente se muestra el modelo básico a ser implementado en la investigación. Las características principales se describen a continuación. A este modelo se le conoce como edificio básico dado que no contiene ningún tipo de irregularidad, por tanto servirá de base para la comparación con otros edificios de mayor complejidad.

2. Caso de estudio

El edificio básico dispone de tres niveles, con estructura porticada con líneas resistentes ortogonales. El sistema de entrepiso consiste en chapa metálica colaborante que interactúa con vigas orientadas según la dirección Y, ver Figura 1. Esto permite definir dos tipos de pórticos: los encargados de soportar tanto cargas gravitatorias como sísmicas (Pórticos 1, 2, 3 y 4) y pórticos de arriostramiento lateral (pórticos A, B, C y D).

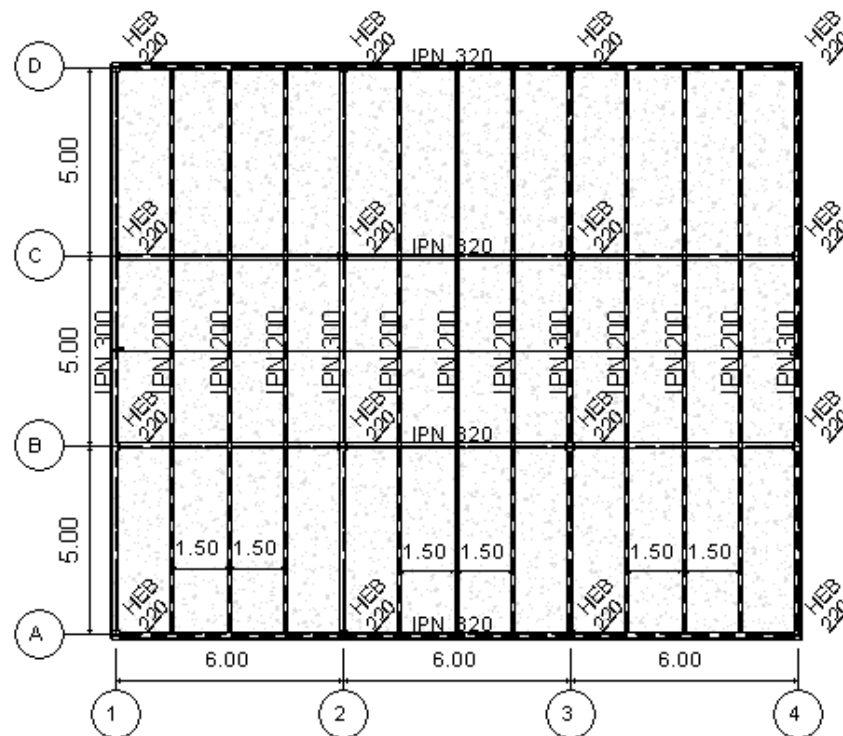


Figura 1 Planta del edificio básico estudiado

En la Figura 2 puede apreciarse una vista isométrica de la estructura, en la que se observan los pórticos en X, encargados de soportar las cargas gravitacionales y sísmicas y los pórticos en Y, encargados de soportar las cargas sísmicas. De igual manera se aprecian los entrepisos, compuestos por chapa colaborante recubierta por hormigón, soportada por las correspondientes correas o vigas secundarias, que permiten definir una dirección de pórticos de carga y otra dirección de pórticos de amarre.

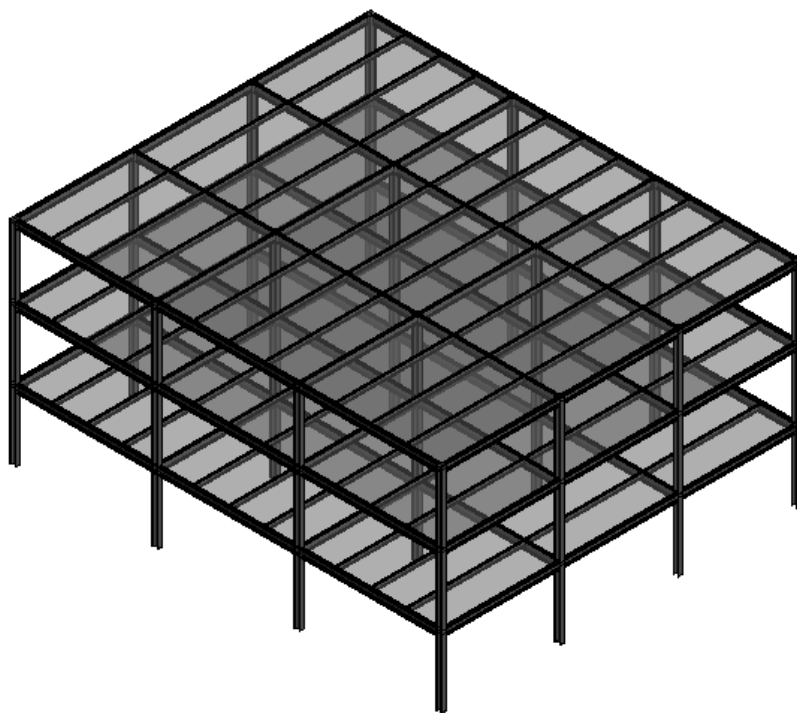


Figura 2 Isometría del edificio básico

En la Figura 3 se muestra un pórtico típico en dirección X. Nótese las secciones de los miembros estructurales presentes al lado de los mismos.

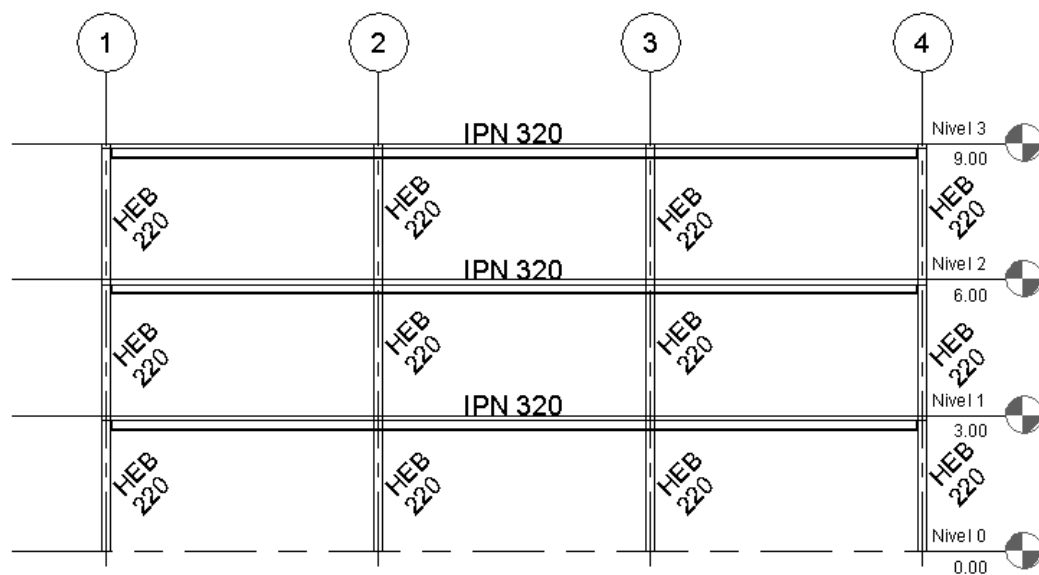


Figura 3 Pórtico tipo en dirección X

En la Figura 4 se muestra uno de los pórticos en dirección Y, que corresponde a los pórticos encargados de arriostrar lateralmente la estructura frente a cargas sísmicas, por tal motivo soportan tales cargas principalmente.

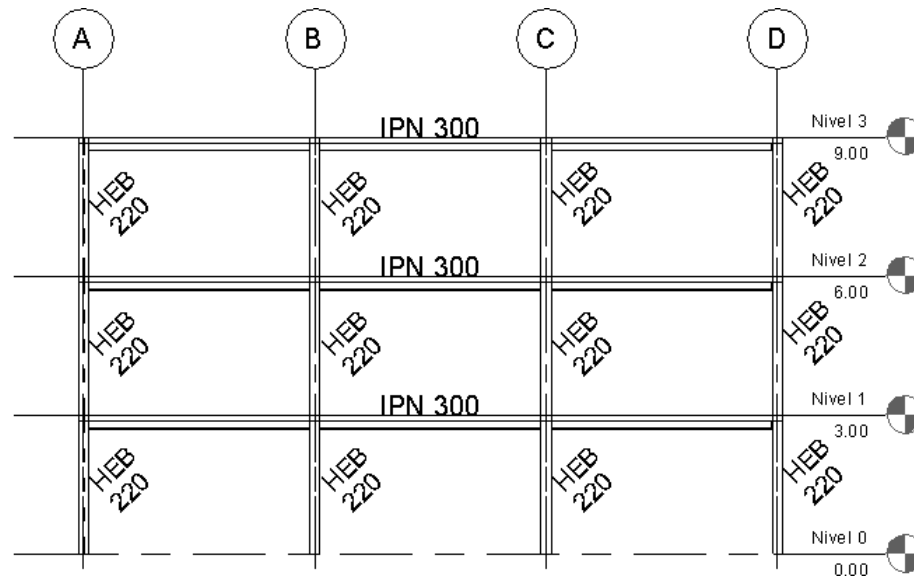


Figura 4 Pórtico tipo en dirección Y

Análisis de cargas: Se estima que el uso de la edificación será residencial. Esto permite definir una carga viva de 2 kN/m^2 para las áreas de viviendas, mientras que se tiene $0,7\text{ kN/m}^2$ para las áreas de cubierta. Las cargas muertas se determinan conforme a la composición del sistema de losas, a lo que luego se le adiciona el peso propio de los miembros estructurales.

2.1 Análisis y diseño elástico del edificio básico

El análisis y diseño básico se ha realizado tomando en consideración las recomendaciones de la NEC. Para ello se ha seleccionado un procedimiento de análisis en rango elástico, sobre el cual se han modelado las secciones y las cargas obtenidas en el paso anterior.

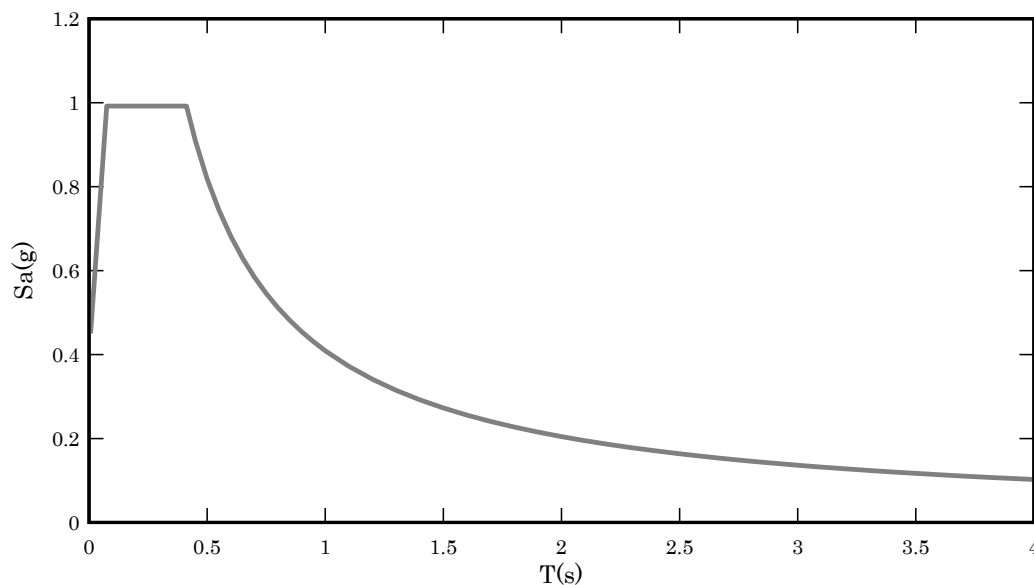


Figura 5 Espectro elástico de diseño para la ciudad de Quito

En la Figura 5 se puede apreciar el espectro elástico de diseño correspondiente a la ciudad de Quito, con un factor de aceleración básica de 0,4g.

2.2 Verificación del diseño sismorresistente

La NEC, al igual que la mayoría de las normas sismorresistentes a nivel mundial, propone dos verificaciones del diseño sismorresistente.

Una tiene que ver con la condición de diseño conceptual columna fuerte-viga débil. Esta condición se verificará en todas las conexiones viga-columna de la estructura resultante, aplicando:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1,0 \quad (4)$$

donde $\sum M_{pc}^*$ y $\sum M_{pv}^*$ son la sumatoria de los momentos plásticos de las columnas y las vigas que concurren a la junta, respectivamente. Cabe indicar que esta expresión es la misma contenida en la Especificación del AISC 360-10 [7].

La otra verificación de la NEC tiene que ver con el control de las derivas máximas de piso Δ_M . Las derivas de piso se calcularán a partir de los desplazamientos inelásticos de piso. La deriva máxima se calculará a partir de la deriva elástica Δ_E amplificada por el factor de reducción de respuesta y moderada mediante un coeficiente de 0,75, según:

$$\Delta_M = 0,75 R \Delta_E \quad (5)$$

donde R es el factor de reducción de respuesta aplicado en el diseño de la estructura. Una vez efectuadas estas verificaciones se procede a realizar una verificación de índole práctico y que tiene que ver con la compatibilidad geométrica e las secciones de los miembros, a saber, la capacidad de los miembros resultantes del diseño para formar juntas rígidas (juntas vigas de carga-columnas, vigas de arriostramiento-columnas y empotramientos a las cimentaciones).

2.3 Proceso alternativo de diseño:

La NEC permite un procedimiento alternativo de diseño basado en desplazamientos (DBD) que es producto de la aplicación del método originalmente propuesto por Priestley *et al.* [1] con ciertas adaptaciones aplicadas al Ecuador. Entre las mayores adaptaciones se encuentra la aplicación de un espectro único de diseño en formato T vs. Sd. Las ecuaciones que definen las cuatro ramas del espectro son:

$$\begin{aligned} S_D &= 0,38zF_a T^2 \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T < T_0 \\ S_D &= 0,38zF_a T^2 & T_0 \leq T < T_C \\ S_D &= 0,38zF_a T & T_C \leq T < T_L \\ S_D &= 0,38zF_a T_L \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) & T \geq T_L \end{aligned} \quad (6)$$

De la revisión de las ecuaciones que definen el espectro se desprende en primer lugar que no existe consistencia dimensional, debido a que en la NEC se define al factor de zonificación (factor z) como una fracción de la aceleración de la gravedad (g). Por tanto debería incluirse la aceleración de la

gravedad en todas las ecuaciones anteriores en m/s^2 para que los valores resultantes de S_D se encuentren en m, como lo indica la figura del espectro.

Otra inconsistencia se presenta a la hora de graficar las ecuaciones, al no existir continuidad entre las ramas 2 y 3. Al graficarlas se presenta un salto inapropiado para este tipo de espectros, por lo que hace falta un término que tenga unidades de tiempo. Dicho factor es justamente el período conocido como período esquina (T_c), a partir del cual las aceleraciones dejan de ser constantes. Una vez efectuados los ajustes, las ecuaciones deberían quedar como sigue:

$$\begin{aligned} S_D &= 0,38zgF_dT^2 \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T < T_0 \\ S_D &= 0,38zgF_dT^2 & T_0 \leq T < T_c \\ S_D &= 0,38zgF_dT_cT & T_c \leq T < T_L \\ S_D &= 0,38zgF_dT_cT_L \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) & T \geq T_L \end{aligned} \quad (7)$$

Al graficar las ecuaciones quedan el espectro de diseño en desplazamientos como se muestra en la Figura 6.

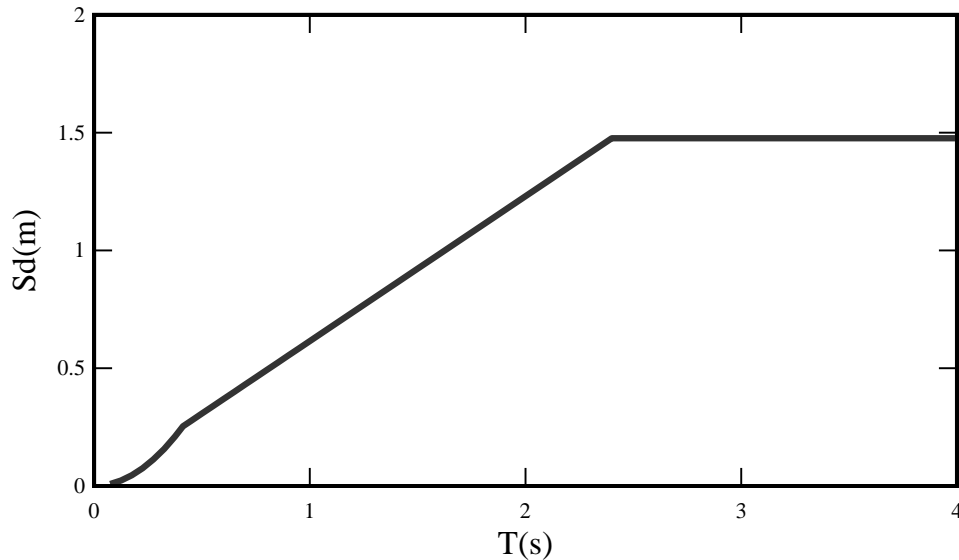


Figura 6 Espectro elástico de diseño en desplazamientos modificado NEC

Sin embargo, es necesario indicar que a pesar de las correcciones aplicadas al espectro de diseño en desplazamientos prescrito por la NEC, los desplazamientos lucen muy elevados en comparación con los desplazamientos obtenidos en casos similares, confróntese con los valores mostrados por Priestley *et al.* [1]. Con la finalidad de finalmente aplicar un espectro de unidades consistentes y con valores comparables al de otros trabajos, se decidió proceder de la siguiente manera. Se partió del espectro elástico de diseño en aceleraciones, determinado conforme a los datos correspondientes a la ciudad de Quito, aplicándole la transformación conocida:

$$S_D = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \right) S_A \quad (8)$$

De esta forma se ha obtenido el espectro que se muestra en la Figura 7, que se compara con otros espectro de desplazamientos contenidos en normas de diseño sismorresistente en el mundo y que se ha utilizado para determinar las fuerzas sísmicas de diseño.

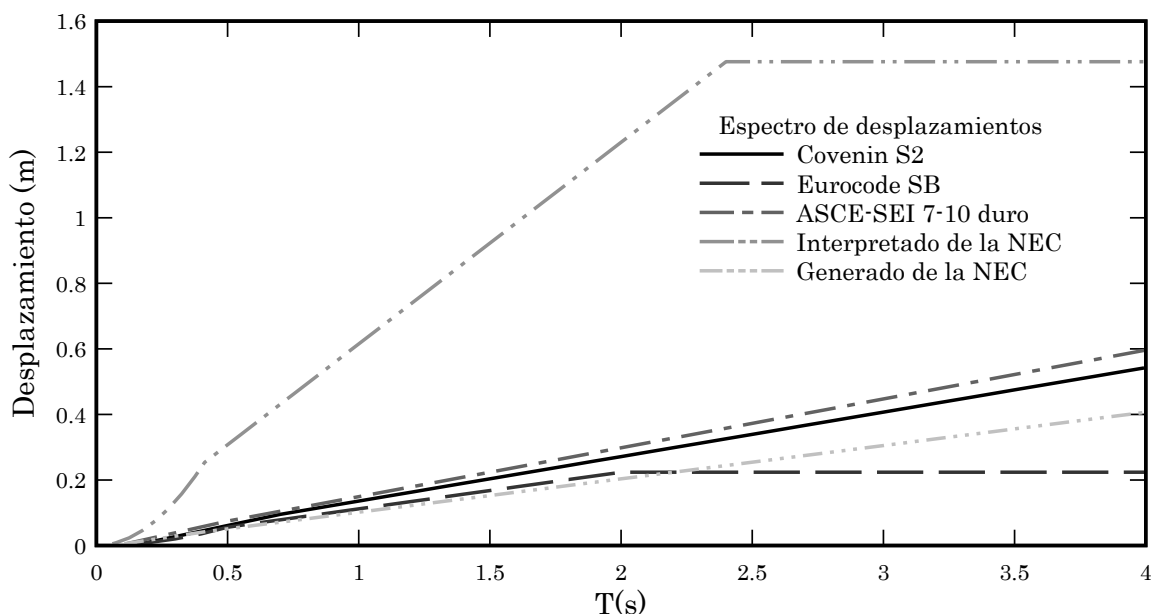


Figura 7 Espectro en desplazamientos derivado del espectro NEC

Con base en los resultados del diseño basado en desplazamientos, se produjo un nuevo edificio con características geométricas similares al original, en el que se han modificado simplemente las secciones de los miembros estructurales.

El procedimiento ha sido llevado a cabo utilizando el programa DBD [8].

2.4 Diseño alternativo:

Adicionalmente se ha producido un diseño de la misma estructura, pero esta vez aplicando un procedimiento recientemente publicado en el que se realiza un control de derivas aplicando factores de amplificación con base en métodos energéticos [9], [10] y [11].

El procedimiento general consiste en obtener los desplazamientos elásticos partiendo de los inelásticos mediante la siguiente expresión (adaptada al formato utilizado en la NEC:

$$\Delta_M = \Omega R \Delta_E . \quad (9)$$

Siendo Ω el factor de reserva de resistencia calculado o determinado para edificios con similar configuración que el edificio analizado.

De acuerdo con investigaciones recientes sobre la respuesta sismorresistente de estructuras metálicas, [12] y [13], el factor Ω alcanza valores entre 1,25 y 1,5. Para este caso particular se ha aplicado la siguiente relación para verificar la condición columna fuerte-viga débil, contenida en la versión actual del EC-8 [14]

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1,30 \quad (10)$$

Lógicamente, esta condición es más exigente que la contenida en la NEC. Luego de aplicar el procedimiento de amplificación de desplazamientos elásticos y una vez que han sido calculadas y verificadas las derivas de piso, se verifica que efectivamente se cumple de manera satisfactoria con la condición anterior.

2.5 Procedimiento de diseño mediante columnas rotadas:

Este procedimiento, presentado dentro del contexto de ejemplos ilustrativos de diseño conforme al EC-8 Plumier *et al.* [15] proponen optimizar las rigideces de las columnas aplicando una rotación a las columnas de fachadas conectadas a las vigas de arriostramiento lateral. De esta forma se logra satisfacer la relación columna fuerte-viga débil contenida en la Ecuación (9). Esta estrategia reduce eficientemente la rigidez de las columnas de fachada, pero incrementa las derivas y también incrementa las acciones sobre las vigas que requieren de un incremento de sección (vigas de carga).

Tabla 1 Verificación de la relación columna fuerte-viga débil en los edificios proyectados conforme a cuatro procedimientos diferentes

	Momentos plásticos (kN m)				$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*}$	
	Columnas		Vigas			
	Método de diseño	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	X
NEC fuerzas	252,77	119,62	218,92	98,52	1,15	1,21
NEC desplazamientos	448,51	208,84	305,68	182,67	1,47	1,14
Alternativo	448,51	208,84	218,92	151,3	2,05	1,38
Columnas rotadas	448,51	448,51	305,68	182,67	1,47	2,46

En la Tabla 1 se muestran los resultados de la verificación de la condición columna fuerte-viga débil. Nótese que en los dos casos de los edificios proyectados conforme a la NEC se han obtenido relaciones de momentos que superan el valor de 1,00, pero que están por debajo del valor de 1,30 que fija el EC-8. Por otro lado, los edificios proyectados por el método alternativo y el método de columnas rotadas proporcionan relaciones de momentos que satisfacen la condición columna fuerte-viga débil contenida en el EC-8.

En la Tabla 2 se muestran las secciones resultantes del diseño según los cuatro procedimientos aplicados.

Tabla 2 Secciones resultantes del diseño de acuerdo a los cuatro procedimientos aplicados

	Método de diseño			
Miembro	NEC fuerzas	NEC desplazamientos	Alternativo	Columnas rotadas
Columnas	HEB 220	HEB 300	HEB 300	HEB 300
Vigas de carga	IPN 320	IPN 360	IPN 320	IPN 360
Vigas de amarre	IPN 260	IPN 300	IPN 280	IPN 300
Correa	IPN 200	IPN 200	IPN 200	IPN 200

3. Modelo no lineal

Seguidamente se muestran detalles sobre el proceso de modelado de las estructuras resultantes del caso de estudio al aplicar las diferentes alternativas de diseño.

3.1 Materiales

Los materiales empleados en el modelo no lineal corresponden a perfiles laminados en caliente con calidad ASTM A36, que tienen una resistencia de plastificación $F_y=250$ MPa. Las secciones utilizadas en el diseño son del tipo H para las columnas y tipo I o doble T para las vigas de carga, amarre y correas. Se ha escogido en principio el modelo de comportamiento elasto-plástico bilineal uniaxial con endurecimiento post-cedente cinemático. Este modelo de comportamiento es eficiente a la hora de modelar estructuras de acero, ya que su simplicidad permite la calibración sencilla de los parámetros vía resultados experimentales.

3.2 Discretización de miembros

En la Figura 8 se muestra la discretización de uno de los pórticos de carga del edificio básico. Nótese que cada miembro ha sido discretizado usando cuatro elementos de diferente longitud. De esta manera se puede obtener una captura más precisa de los valores de distorsiones angulares en aquellos tramos en los que suele concentrarse el daño bajo la acción de fuerzas laterales. En la Figura 8 se pueden apreciar el pórtico típicos en dirección X. Nótese la presencia de cuatro elementos por miembro. La relación de proporcionalidad aplicada para la definición de los elementos próximos a las zonas especiales (cercanas a las juntas viga-columna) es de un 15% de la longitud del miembro. Los dos elementos centrales se definen simplemente dividiendo por dos la longitud restante (70 %).

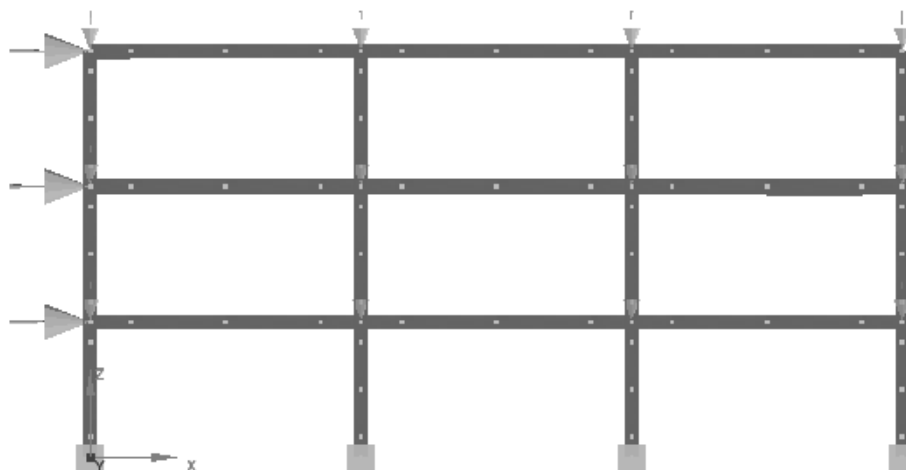


Figura 8 Discretización típica de los pórticos

3.3 Discretización de secciones

Las secciones para ser analizadas bajo el enfoque de elementos de fibra, requieren ser discretizadas a nivel de secciones y a lo largo de cada uno de los elementos considerados en la discretización de los pórticos. De esta manera se consigue un conjunto de elementos que forman haces de fibras para la definición de cada miembro específico. En la Figura 9 se puede apreciar la discretización típica de una sección de acero empleada en el modelo de la estructura.

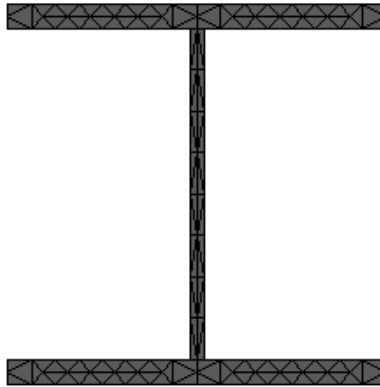


Figura 9 Discretización típica de sección metálica

4. Resultados

Seguidamente se muestran los resultados una vez que se ha aplicado el análisis no lineal a los modelos resultantes de los cuatro procedimientos de diseño. El análisis no lineal es del tipo empuje incremental con una distribución de fuerzas triangular (creciente con la altura del edificio) que obedece de forma aproximada al primer modo de vibración, aplicable a este tipo de estructuras que presentan una adecuada regularidad tanto en planta como en elevación. Los análisis se han llevado a cabo hasta que se alcanza un desplazamiento previsto en cada dirección de análisis, considerando además que el sistema de losa de chapa colaborante y hormigón, conjuntamente con las correas, proporciona suficiente rigidez en el plano como para considerar que se origina un diafragma rígido.

Los valores de las curvas obtenidas con el modelo estructural resultante del DBD son ligeramente diferentes a los de las demás curvas. Esto se debe al hecho de que para el cálculo de este modelo se ha empleado un procedimiento que no está basado en fuerzas, sino que estas se obtienen por un procedimiento basado en desplazamientos. De esta manera los cortantes elásticos de diseño son notablemente mayores que los calculados por métodos de fuerzas. Para poder establecer una comparativa, se han calculado las curvas normalizadas colocando estos cortantes normalizados.

En primer término se aprecian los resultados del análisis con empuje incremental del edificio proyectado conforme al procedimiento establecido en la NEC bajo el enfoque de fuerzas, Figura 10.

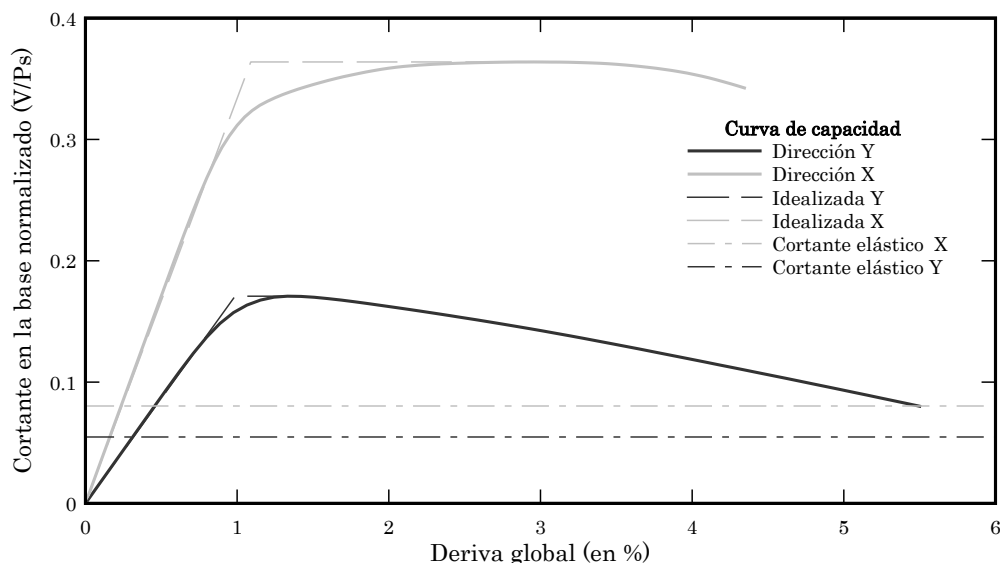


Figura 10 Curvas de capacidad del edificio proyectado NEC por fuerzas

Puede notarse que el comportamiento global de la estructura es satisfactorio en la dirección X, ya que exhibe adecuada ductilidad y reserva de resistencia. Sin embargo, en dirección Y, es notable el comportamiento frágil de la estructura. Esto se debe fundamentalmente a la orientación de todas las columnas con su dirección menos rígida de acuerdo con el eje Y.

Las curvas de capacidad normalizadas obtenidas a partir del edificio diseñado conforme al método basado en desplazamientos de la NEC se muestran en la Figura 11. Puede apreciarse que en este caso la respuesta en ambas direcciones presenta una adecuada ductilidad, además de valores altos de reserva de resistencia. Sin embargo es necesario indicar que los valores de los cortantes normalizados de diseño son evidentemente mayores que los obtenidos mediante el diseño con base en fuerzas.

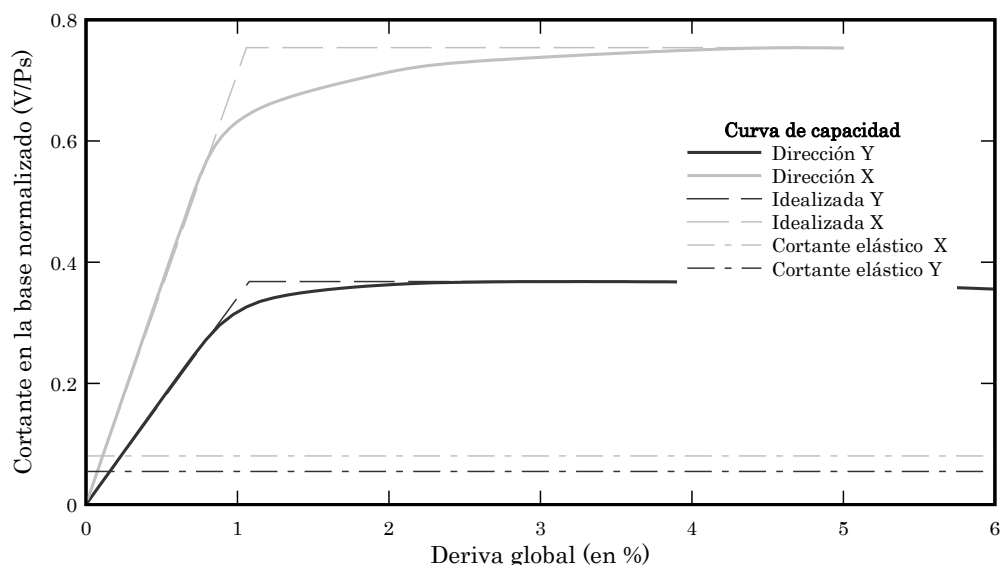


Figura 11 Curvas de capacidad del edificio NEC desplazamientos

En la Figura 12 se aprecian las curvas de capacidad del edificio diseñado siguiendo procesos alternativos con base en desplazamientos inelásticos obtenidos al aplicar factores de amplificación derivados de métodos energéticos. Puede notarse que el edificio presenta un comportamiento dúctil en las dos direcciones de análisis.

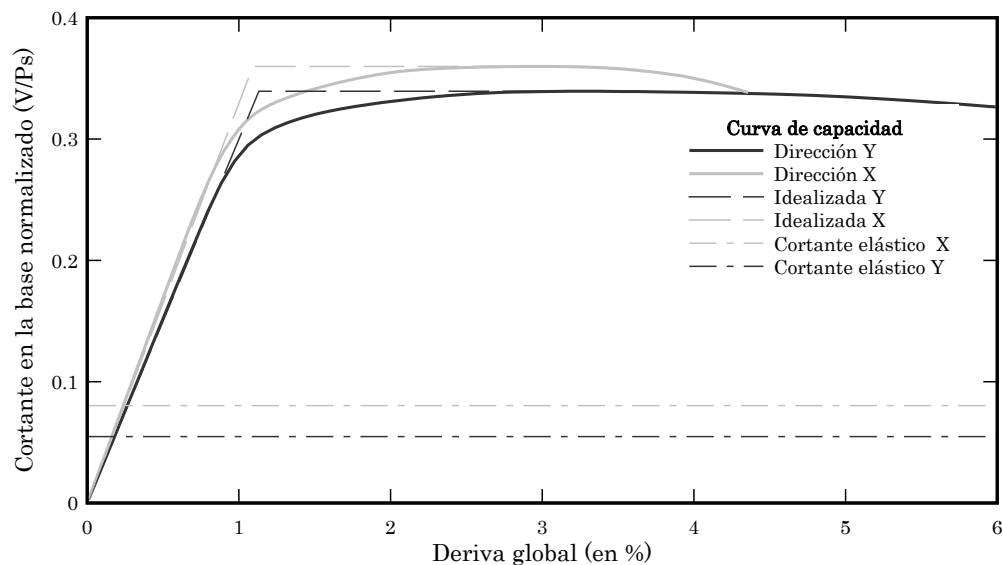


Figura 12 Curvas de capacidad del edificio alternativo

Finalmente, se presenta la Figura 13 que contiene los resultados del edificio diseñado rotando las columnas de fachada, con la finalidad de equilibrar las rigideces en ambas direcciones, puede notarse que las curvas de capacidad disponen de adecuada reserva de resistencia y ductilidad de desplazamiento en ambas direcciones.

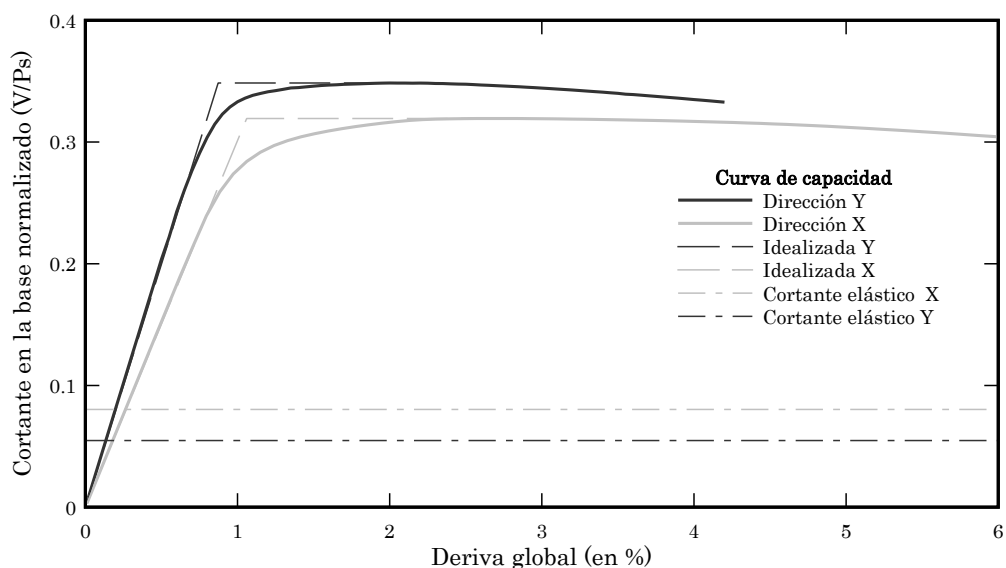


Figura 13 Curvas de capacidad del edificio columnas rotadas

4.1 Análisis de los resultados

Lo primero que deber resaltarse es que el diseño siguiendo las prescripciones de la NEC es seguro en la dirección de los pórticos e carga, ya que de los resultados del análisis no lineal se obtiene una alta reserva de resistencia y una ductilidad de desplazamiento aceptable. Sin embargo, al analizar los resultados obtenidos en la dirección de los pórticos de arriostramiento, el comportamiento se vuelve frágil, con un valor de ductilidad de desplazamiento inadecuado para este tipo de estructuras. Este comportamiento se debe a la orientación de las columnas en planta. Al estar todas orientadas con su dirección resistente más débil con el eje Y se produce un comportamiento indeseado de falla, en el que se alcanza la plastificación de los extremos inferiores y superiores de las columnas de planta baja, lo que produce indudablemente el comportamiento frágil al reproducir el conocido mecanismo inestable. Es de hacer notar que la estructura se ha diseñado observando rigurosamente las prescripciones de la NEC, pero que si esta contemplase prescripciones más rigurosas para las derivas de entrepiso o incluso para la verificación de la condición columna fuerte viga débil, el diseño presentaría propiedades satisfactorias desde el punto de vista de la respuesta no lineal.

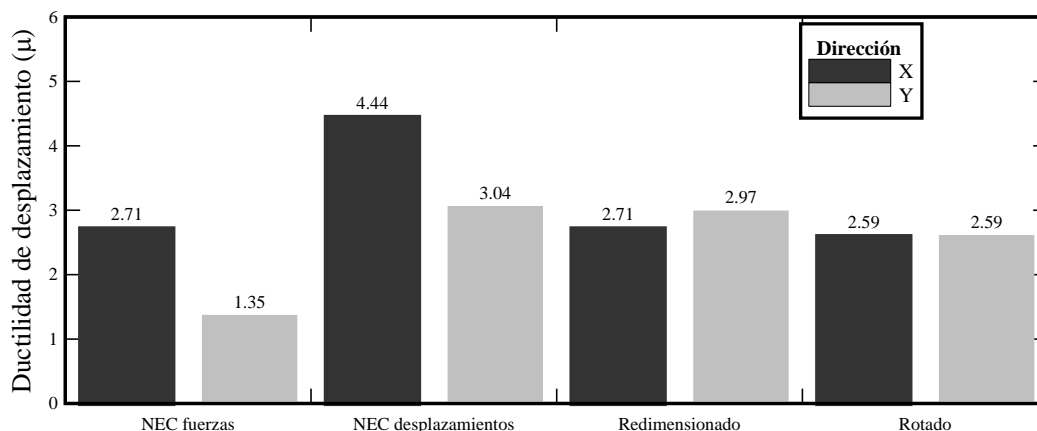


Figura 14 Ductilidad calculada

Por otro lado se nota el efecto beneficioso de rotar las columnas ya que este proporciona similares rigideces en ambas direcciones logrando un comportamiento moderadamente dúctil sin requerir incrementar mayormente las secciones transversales de las columnas y vigas. Este efecto beneficioso sobre la ductilidad también es exhibido por el edificio diseñado mediante desplazamientos inelásticos calculados con factores de amplificación, teniéndose valores de ductilidad satisfactorios. En cuanto al edificio diseñado conforme a la NEC siguiendo el procedimiento de diseño por desplazamientos, puede apreciarse que existe una notable diferencias de ductilidades en las dos direcciones, si bien ambos valores son satisfactorios. Los valores calculados de la ductilidad se muestran en la Figura 14.

Seguidamente puede apreciarse en la Figura 15 los valores de la reserva de resistencia. Debe recordarse que dentro de la reserva de resistencia se encuentra incluida la contribución de la redundancia estructural, sólo que debe señalarse que ambos factores no se pueden separar el uno del otro.

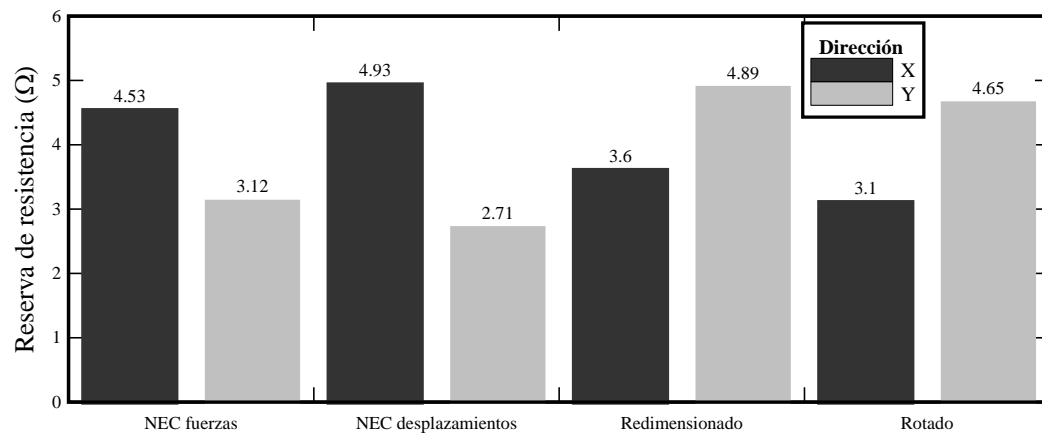


Figura 15 Reserva de resistencia calculada

Finalmente en la Figura 16 se muestra el factor de reducción de respuesta inherente, obtenido al multiplicar la contribución de la ductilidad por la contribución de la reserva de resistencia. Nótese el bajo valor que tiene el edificio diseñado conforme a la NEC en dirección Y, que no llega a alcanzar ni siquiera el valor del factor de reducción aplicado en el diseño, por lo que puede considerarse que el diseño sismorresistente en dicha dirección condicionaría una falla frágil del edificio [16].

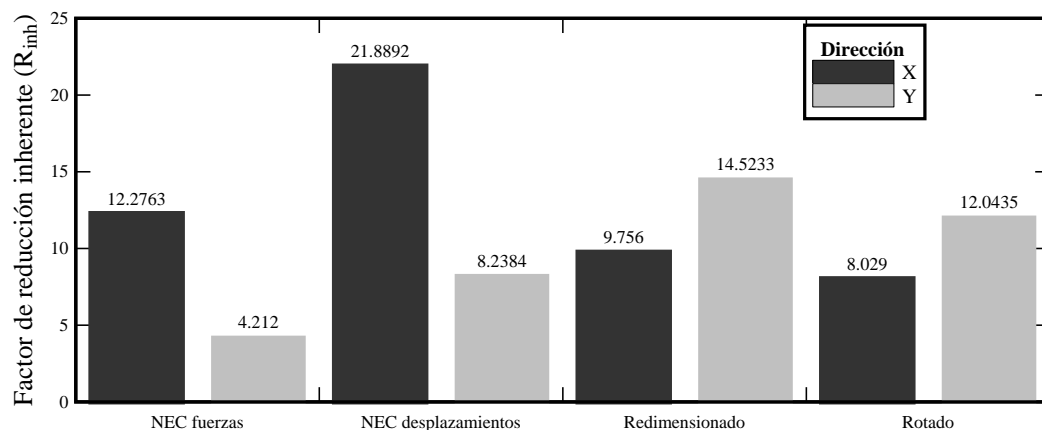


Figura 16 Factor de reducción inherente calculado

El resto de las alternativas exhiben adecuados valores de factor de reducción inherente.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha analizado un edificio bajo, diseñado por cuatro métodos, dos de los cuales se encuentran tipificados en la versión actual de la NEC.

El edificio diseñado conforme al enfoque por fuerzas llega a desarrollar una respuesta que resulta insatisfactoria desde el punto de vista sismorresistente, debido a que en la dirección débil de las columnas su respuesta es frágil.

Para realizar el diseño por desplazamientos se han hecho algunos ajustes a las fórmulas que definen el espectro de diseño en desplazamientos. Se ha tenido que recurrir finalmente a la transformación del espectro en aceleraciones debido a que los desplazamientos obtenidos del primer

espectro proporcionaban resultados que rebasan valores lógicos para este tipo de edificación y para el nivel de amenaza al cual está sometido.

Entre los casos estudiados, la alternativa de diseñar la edificación rotando las columnas logra equilibrar la rigidez en ambas direcciones, sin llegar a alcanzar valores altos de ductilidad de desplazamiento.

El edificio diseñado por fuerzas según la NEC presenta un valor de factor de reducción inherente por debajo del factor de reducción aplicado en el diseño, lo que indica que no conduce a resultados seguros.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor desea expresar su agradecimiento al Programa Becas Prometeo de la Senescyt del Ecuador, bajo cuyo financiamiento se desarrolla este trabajo. De igual manera desea agradecer al CDCHT de la UCLA (Venezuela) y al Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción de la ESPE (Ecuador).

REFERENCIAS

- [1] Norma Ecuatoriana de la Construcción (2013) Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador.
- [2] Priestley M.N.J., Calvi G.M. y Kowalski M.J. (2007) Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press. Pavia, Italia.
- [3] SeismoStruct (2013) User's manual for version 6. Pavia, Italia.
- [4] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) Seismic performance of waffled-slab floor buildings, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182. Londres, Reino Unido.
- [5] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Seismic safety of limited ductility buildings, Bulletin of Earthquake Engineering, 8: 135-155. Springer, Dordrecht, Países Bajos, 2010.
- [6] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010) Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes, Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering, 8: 135-155. Springer, Heilderberg, Alemania.
- [7] AISC Committee on Specifications (2010) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, Estados Unidos.
- [8] Vielma J.C. (2014) DBD: Programa para realizar el análisis basado en desplazamientos. Sangolquí, Ecuador.
- [9] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal, 4to Congreso español de ingeniería sísmica. Granada, España.
- [10] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía, Hormigón y Acero. Vol. 63, N 263, 83-96. Madrid, España.
- [11] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas, Monografías de Ingeniería Sísmica, Centro Internacional de Métodos Numéricos e Ingeniería CIMNE, Barcelona, España 2011.

- [12] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011) Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes, *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 5: 567-575. Chicago, Estados Unidos.
- [13] Ugel R., Vielma J.C., Herrera R. y Pérez S. y Barbat A.H. (2012) Seismic response of high rise steel framed buildings with chevron-braced designed according to Venezuelan codes, 4:694-698, *Natural Science, Earthquake Special Issue*, California, Estados Unidos.
- [14] European Comitee for Standarization (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance–Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bruselas, Bélgica.
- [15] Plumier A. (2012) Specific rules for the design and detailing of steel buildings, in Eurocode 8. Seismic design of buildings. Worked examples, Joint Research Centre, Ispra, Italia.
- [16] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2012) Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes, in *Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering*, InTech Publishers, Rijeka, Croacia.